



TEMA 2 – Reabilitação e reforço de estruturas

Comportamento cíclico de nós viga-pilar com armadura lisa

Catarina Fernandes^{1,a}, José Melo^{1,b}, Humberto Varum^{1,2,c} e Aníbal Costa^{1,d}

¹Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro,
Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro, Portugal

²Joint Research Centre, European Commission,
European Laboratory for Structural Assessment, 21020 Ispra (Va), Italy

^acfernandes@ua.pt, ^bjosemelo@ua.pt, ^chvarum@ua.pt, ^dagc@ua.pt

Palavras-chave: nós viga-pilar, comportamento cíclico, aderência aço-betão, armadura lisa, ensaios experimentais

Resumo

Da observação dos danos provocados por diversos sismos recentes, verifica-se que o escorregamento aço-betão é uma das principais causas de dano e colapso de edifícios existentes de betão armado. Em muitos países, este fenómeno assume particular importância nos edifícios construídos até aos anos 70, com armadura lisa e anteriormente à introdução dos primeiros regulamentos que contemplam a acção sísmica com maior detalhe. Este tipo de estruturas apresenta, geralmente, pormenorização deficiente da armadura, fracas condições de aderência e confinamento inadequado do betão. As ligações viga-pilar nas estruturas de betão armado são pontos onde ocorrem danos significativos quando as estruturas estão sujeitas a carregamentos cíclicos, uma vez que nestas zonas ocorre a maior concentração de esforços. O fenómeno do escorregamento assume particular relevância nas ligações viga-pilar, devido aos maiores esforços que aqui se desenvolvem mas também ao facto de nestas zonas se realizar tipicamente a ancoragem dos varões longitudinais dos pilares e/ou vigas.

Neste artigo são apresentados os principais resultados dos ensaios cíclicos de dois nós viga-pilar, com igual geometria e igual pormenorização da armadura, representativos de nós interiores de edifícios de betão armado construídos até meados dos anos 70 sem pormenorização adequada para fazer face à acção sísmica. Um dos nós foi construído com armadura lisa (com fracas condições de aderência) e o outro nó com armadura nervurada (com boas condições de aderência). Faz-se também a comparação dos resultados obtidos para compreender a influência das condições de aderência na resposta cíclica de nós interiores viga-pilar deste tipo de estruturas de betão armado. Dos resultados obtidos, conclui-se que o fenómeno do escorregamento condiciona significativamente o desempenho das estruturas com armadura lisa quando solicitadas por acções cíclicas.



Introdução

Um número importante de edifícios existentes de betão armado foi construído antes da década de 70, antes da entrada em vigor das actuais normas de dimensionamento sísmico. A maioria destes edifícios terá sido construída com armadura lisa, à qual são atribuídas fracas características de aderência. A elevada vulnerabilidade sísmica deste tipo de edifícios é comprovada pelas observações feitas em sismos recentes (Sichuan, China 2008; L'Aquila, Itália 2009; Port-au-Prince, Haiti 2010; Concepción, Chile 2010), que confirmam a importante fonte de risco que estes edifícios representam para a sociedade, quer em termos económicos, quer em termos das vidas humanas.

O comportamento dos edifícios de betão armado é fortemente condicionado pelo mecanismo de da aderência aço-betão. É através deste mecanismo que se proporciona a transferência de tensões entre o aço e o betão, tendo assim um papel fundamental na limitação da abertura das fissuras e na sua distribuição ao longo dos elementos, o que por sua vez, contribui para minorar a ocorrência de deformações excessivas e roturas muito localizadas. Na análise de estruturas de betão armado é comum assumir uma aderência perfeita entre o aço e o betão, o que implica a compatibilidade de deformações entre os dois materiais. No entanto, esta hipótese só é válida para pequenos níveis de tensão e de deformação. Para níveis de tensão mais elevados ocorre fissuração e degradação da aderência, instalando-se deslocamentos relativos entre o aço e o betão (escorregamento das armaduras). Deixa assim de ser verificada a compatibilidade de deformações entre o aço e betão, e a distribuição de tensões nos dois materiais é afectada [1]. O fenómeno do escorregamento assume particular importância em elementos de betão armado com armadura lisa (às quais estão associadas fracas características de aderência) solicitados por acções cíclicas.

A degradação da aderência aço-betão com a consequente ocorrência do mecanismo do escorregamento das armaduras é uma das causas comuns de dano e colapso de edifícios de betão armado quando sujeitos à acção dos sismos. Em elementos sujeitos a acções cíclicas, a degradação da aderência pode ocorrer mesmo antes de ser atingida a cedência do aço ou a resistência máxima do betão [1,2]. O comportamento das ligações viga-pilar é particularmente sensível ao fenómeno do escorregamento. No caso particular dos nós viga-pilar sujeitos a cargas cíclicas, a elevada concentração de esforços verificada nestas ligações favorece a ocorrência do fenómeno do escorregamento. Tendo em conta que muitas vezes são realizadas ancoragens nos nós viga-pilar, nestes casos, o fenómeno do escorregamento condiciona de forma mais pronunciada a resposta cíclica de estruturas de betão armado.

A maioria dos estudos experimentais sobre o comportamento cíclico de elementos de betão armado, como os presentes no relatório [3], refere-se a elementos com armadura nervurada. Consequentemente, a influência da presença de armadura lisa no comportamento não-linear de elementos de betão armado e particularmente nas regiões críticas, tais como os nós viga-pilar, não é ainda bem conhecida [4]. Os poucos estudos experimentais



desenvolvimentos recentemente sobre elementos de betão armado construídos com armadura lisa, incluem: ensaios *pull-out* para o estudo local da aderência aço-betão [5,6,7]; ensaios de elementos estruturais isolados [8,9,10,11]; e, ensaios em estruturas à escala real [1,12,13].

No que diz respeito à descrição do comportamento da aderência aço-betão (geralmente traduzido pela relação tensão de aderência versus escorregamento), a maioria dos modelos analíticos e numéricos existentes (ver referências [3] e [14]) foi desenvolvida para elementos com armadura nervurada. Um dos modelos mecânicos mais conhecido para varões lisos é descrito em [15], e tem como base a relação tensão de aderência-escorregamento desenvolvida por Eligehausen *et al.* [16] para varões nervurados, adaptada para varões lisos. Recentemente, Verderame *et al.* [17] propuseram um modelo analítico para descrever o comportamento histerético da aderência aço-betão em elementos com armadura lisa.

A importância da consideração dos efeitos da degradação da aderência e do escorregamento das armaduras na análise de estruturas de betão armado, para uma reprodução mais exacta do comportamento das estruturas, é evidenciada por vários autores [1, 9,10,11,18].

Neste artigo são apresentados os principais resultados dos ensaios cíclicos realizados sobre dois nós viga-pilar, representativos de nós interiores de edifícios de betão armado construídos até meados dos anos 70, sem dimensionamento face à acção sísmica. Os dois provetes têm a mesmas características geométricas, tanto em termos de dimensões globais como das secções dos elementos, e igual pormenorização da armadura. Um dos nós foi construído com armadura lisa e o outro nó com armadura nervurada. Foram betonados no mesmo dia e com o mesmo tipo de betão.

Para melhor compreender a influência do escorregamento no comportamento cíclico dos nós é estabelecida a comparação entre os resultados experimentais obtidos no provete com armadura lisa com os alcançados no provete com armadura nervurada. Este confronto de resultados permite concluir que o fenómeno do escorregamento condiciona o desempenho dos elementos de betão armado com armadura lisa.

Ensaio cíclico de nós viga-pilar

Nas secções seguintes são descritos os ensaios cíclicos realizados sobre dois provetes nós viga-pilar, tal como referido anteriormente, construídos à escala real, um com armadura lisa, designado por JP, e o outro com armadura nervurada designado por JD. Os resultados experimentais dos dois provetes são apresentados em conjunto para uma melhor compreensão das diferenças da resposta e da evolução do dano entre eles.

Descrição dos nós viga-pilar

Na Fig.1 é representada a geometria dos provetes e as secções transversais dos pilares e vigas. Os provetes pretendem representar nós interiores de edifícios de betão armado existentes, construídos antes dos anos



70. Simulam a ligação entre duas vigas com secção $0.30 \times 0.40 \text{ m}^2$ e vão de 4 m, e dois pilares com secção $0.30 \times 0.30 \text{ m}^2$ e 3 m de altura (Fig. 1-a). O vão dos elementos teve de ser ajustado às características do esquema de ensaio adoptado, sendo as dimensões reais as representadas na Fig. 1-b.

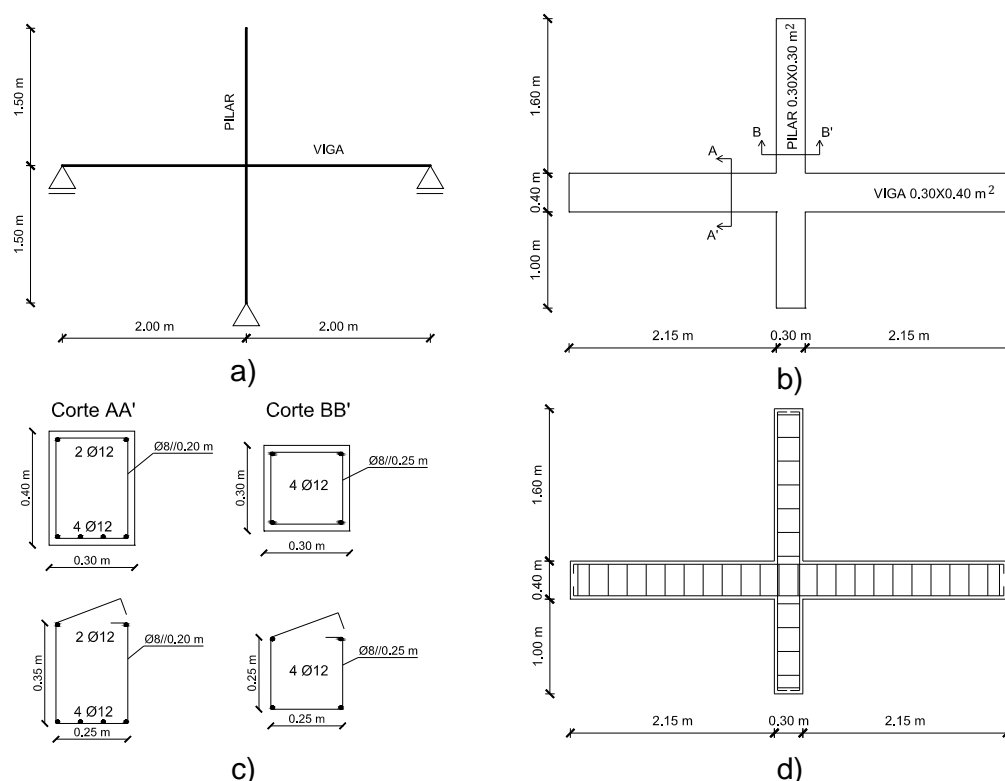


Figura 1: Provetes nós viga-pilar (JP e JD): a) esquema estrutural e condições de apoio idealizadas para o ensaio; b) geometria; c) secções transversais e pormenorização das armaduras; d) pormenor da armadura e posição de estribos e cintas

A pormenorização da armadura é idêntica para ambos os provetes. A ancoragem dos varões longitudinais efectuada por gancho a 90° , com um prolongamento recto com comprimento de 10 cm para além do gancho (Fig. 1-d). A armadura longitudinal da viga é composta por 2 varões superiores e 4 varões inferiores, todos com diâmetro 12 mm. A armadura transversal é composta por estribos com diâmetro 8 mm afastados de 0.20 m. Nos pilares, a armadura longitudinal é composta por 4 varões de diâmetro 12 mm (um em cada canto) e a armadura transversal é composta por cintas com diâmetro 8 mm afastadas de 0.25 m. A amarração da armadura transversal nas vigas e pilares é feita com voltas a 90° , conforme o pormenor das cintas e estribos apresentado na Fig. 1-c. O recobrimento adoptado é igual a 2 cm nas vigas e pilares.

Na Tabela 1 são apresentadas as propriedades do aço liso e nervurado. As propriedades do aço liso foram determinadas por ensaios de tracção de



amostras de varões e correspondem aos valores médios. Para o aço nervurado foram adoptadas as propriedades médias do aço da classe S400. Para determinar a resistência à compressão do betão foram realizados ensaios de compressão em cinco provetes cúbicos ($15 \times 15 \times 15 \text{ cm}^3$), preparados durante a betonagem dos nós. A partir dos resultados obtidos foi estimado um valor médio de resistência à compressão (f_{cm}) igual a 23.5 MPa, ao qual corresponde um valor característico da resistência à compressão (f_{ck}) igual a 19.5 MPa, conforme o especificado na norma EN 206-1 [19]. Com base neste valor e nas classes de resistência do betão indicadas pelo EC2 [20] e pela norma EN 206-1 [19] conclui-se que a classe do betão utilizado na construção dos nós corresponde à C16/20. Ambos os nós viga-pilar possuem betão com as mesmas características, pois foram betonados em simultâneo.

Tabela 1 – Propriedades mecânicas do aço

Material	Propriedade	Valor
Aço liso	Tensão de cedência $f_{y,l}$ (MPa)	590
	Tensão última $f_{u,n}$ (MPa)	640
	Módulo de elasticidade $E_{y,l}$ (GPa)	198
Aço nervurado	Tensão de cedência $f_{y,l}$ (MPa)	430
	Tensão última $f_{u,n}$ (MPa)	550
	Módulo de elasticidade $E_{y,n}$ (GPa)	200

Descrição dos ensaios

Na Fig. 2 são representadas as condições de apoio e as solicitações aplicadas (esforço axial N e deslocamento lateral cíclico no topo do pilar d_p), de acordo com o funcionamento estrutural idealizado, bem como o esquema de ensaio adoptado para simular estas condições de ligação e carregamento. O deslocamento no topo do pilar (d_p) foi aplicado com recurso a um servo-actuator (SVACT), ao qual corresponde um valor de força F_p . O esforço axial foi aplicado no pilar por um actuator (ACT) no topo do pilar que faz reacção num sistema estrutural composto por elementos metálicos transversais ligados por duas barras paralelas ao pilar, constituindo um sistema auto-equilibrado pilar/barras. O provete é ensaiado na horizontal. Para minimizar os esforços e deformações verticais decorrentes do peso próprio do provete, este é apoiado verticalmente, em quatro pontos, com recurso a esferas com reduzido atrito. Os apoios deslizantes nas vigas são realizados com recurso a um sistema de rolamentos que impede os deslocamentos transversal da viga, mas não o longitudinal. Testes realizados a todo o sistema de ensaio comprovam que o conjunto dos atritos desenvolvidos nas esferas de apoio do provete e nos rolamentos de apoio das vigas originam uma diferença entre forças horizontais (diferença entre a força aplicada pelo servo-actuator e a reacção horizontal registada no apoio transversal do pilar) de valor igual a 1kN (2.5% da carga lateral máxima aplicada).

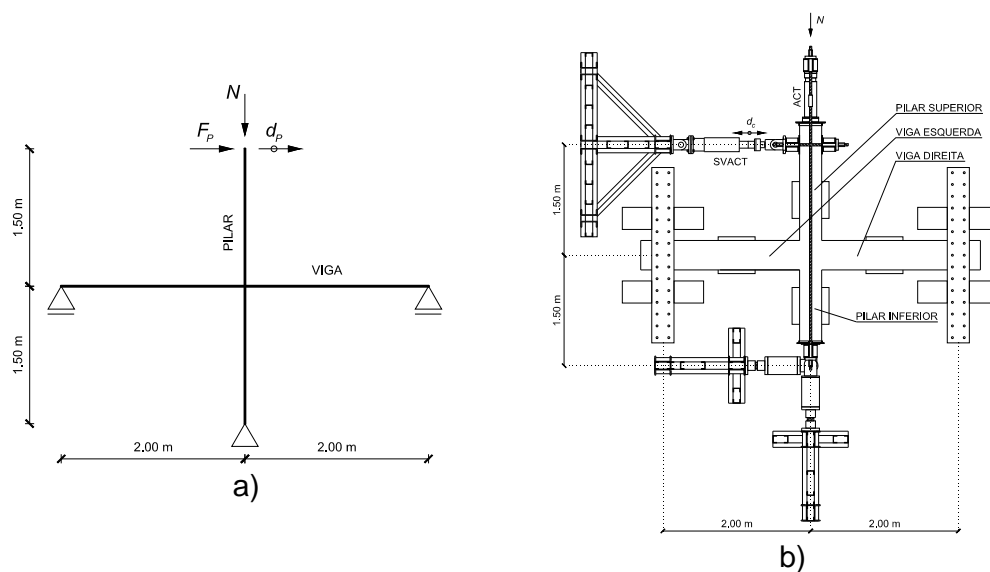


Figura 2: Esquema de ensaio: a) esquema estrutural, condições de apoio e solicitações idealizadas; b) esquema de ensaio e dimensões gerais; c) vista geral

A monitorização de deslocamentos foi feita com recurso a LVDTs, dispostos de acordo com o esquema representado na Fig. 3. Foram monitorizados os deslocamentos laterais no topo do pilar (d_p), nos apoios esquerdo e direito das vigas ($d_{V,e}$ e $d_{V,d}$, respectivamente) e os deslocamentos relativos de vários pontos junto ao nó. Todos os LVDTs foram colocados na face superior dos provetes. Foram também utilizadas duas células de carga no apoio duplo (base do pilar inferior) para monitorização das forças de reacção aí desenvolvidas.

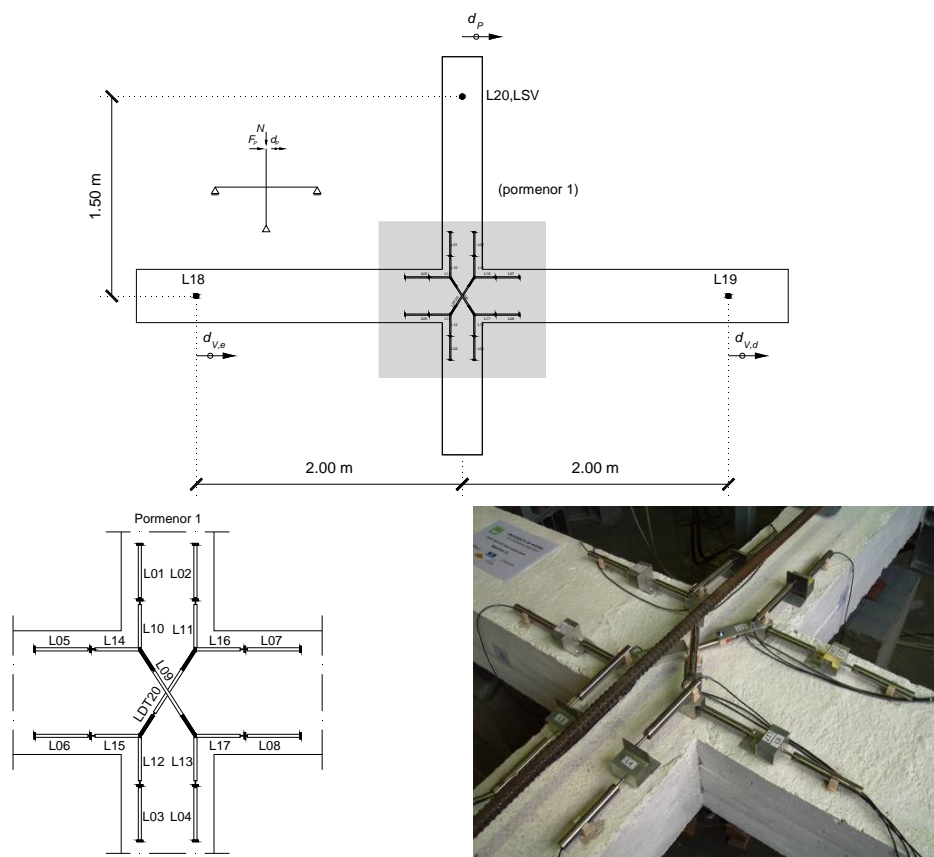


Figura 3: Esquema de monitorização de deslocamentos no nó

Os ensaios cíclicos foram realizados com controlo de deslocamento e consistiram na imposição de uma lei de deslocamentos (d_p) laterais no topo do pilar. A lei de deslocamentos impostos é representada na Fig. 4 e foi a mesma para os dois provetes. Consiste, basicamente, na imposição de ciclos completos com inversão de sinal para 18 níveis de deslocamento, de amplitude crescente até um máximo de 120 mm. Para cada nível de deslocamento, repetem-se 3 ciclos completos de igual amplitude. No mesmo topo do pilar onde foram impostos os deslocamentos laterais d_p , foi também aplicado o esforço axial de valor aproximadamente constante, igual a 200 kN. Devido à evolução dos danos no pilar e no nó durante o ensaio, e consequente alteração da rigidez destes elementos, o esforço axial sofreu pequenas variações durante os ensaios (variação máxima de 5% para o provete JP e de 3% para o provete JD).

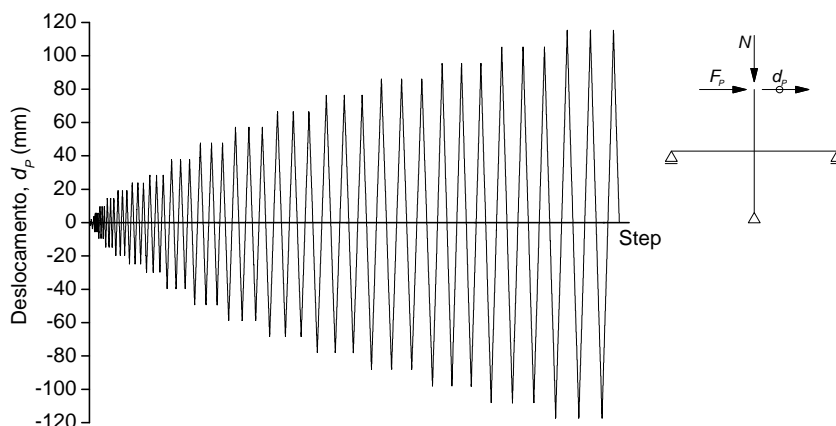


Figura 4: Lei de deslocamentos laterais imposta no topo do pilar (d_p)

O nível de esforço axial aplicado (200 kN) corresponde a um esforço axial reduzido de aproximadamente 10%. Este valor representa um valor típico em pilares de edifícios com 2 a 3 pisos e vãos de aproximadamente 4 m.

Resultados experimentais

Os principais resultados experimentais dos provetes JP e JD são apresentados em simultâneo de forma a facilitar a sua comparação. Na Fig. 5 apresentam-se as relações força-deslocamento, indicando-se também os respectivos níveis de *drift*. A Fig. 6 mostra as envolventes da relação força-deslocamento, assinalando-se os pontos correspondentes aos danos visualmente observados. Na Fig. 7 é representada a evolução da energia dissipada ao longo do ensaio, com indicação do nível de *drift* imposto. Na Tabela 2 são apresentadas as quantidades de energia ($E_{i,i+1}$) dissipadas entre vários níveis de *drift* $\Delta_{i,i+1}$ (até 1%, entre 1% e 2%, entre 2% e 3% e entre 3 e 4%), e as respectivas percentagens que estes valores representam em relação ao valor total de energia dissipada. Na Fig. 8 representa-se a relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais (pilares e vigas). A curvatura considerada corresponde à curvatura média no primeiro troço de cada elemento instrumentado.

Em termos de comportamento global e de acordo com os resultados na Fig. 5 e Fig. 6, conclui-se que o nó com armadura lisa atinge a sua resistência máxima para uma força de aproximadamente 34 kN em ambos os sentidos do deslocamento lateral imposto. Para o sentido positivo, a força máxima é atingida no ciclo de deslocamento $\Delta = \pm 100\text{mm}$, ao qual corresponde um *drift* igual a 3.3%. Para o sentido negativo, a força máxima é atingida no ciclo de deslocamento $\Delta = \pm 110\text{mm}$, correspondente a um *drift* igual a 3.7%. Relativamente ao nó com armadura nervurada (JD), a força máxima é atingida no ciclo de deslocamento $\Delta = \pm 60\text{mm}$, correspondente a um *drift* de 2%, e é aproximadamente igual a 39 kN nos dois sentidos. No fim do ensaio, para o ciclo de deslocamento $\Delta = \pm 120\text{mm}$, o valor da força no nó com armadura lisa é



igual a cerca de 95% e 98% da força máxima atingida durante o ensaio, para o sentido positivo e negativo do deslocamento, respectivamente. Este resultado indica que elementos com armadura lisa, mesmo para elevados níveis de deformação apresentam uma reduzida redução de resistência. Relativamente ao nó com armadura nervurada (JD), a força aplicada máxima no último ciclo do ensaio corresponde a 81% e 86% da força máxima atingida durante todo o ensaio, para o sentido positivo e negativo do deslocamento, respectivamente. Em termos da evolução do dano, as primeiras fissuras surgem nas extremidades das vigas, junto ao nó, para o mesmo nível de deslocamento (± 4 mm) em ambos os provetes. Seguidamente surgem as fissuras nos pilares, junto ao nó, para um deslocamento de ± 24 mm no caso do provete JP e $+10$ mm e -14 mm no caso do provete JD. O destacamento do betão de recobrimento ocorre no provete JP para níveis de *drift* inferiores aos correspondentes no provete JD. No provete JP o destacamento do recobrimento ocorre antes de se atingir a resistência máxima, já no provete JD ocorre após se atingir a resistência máxima.

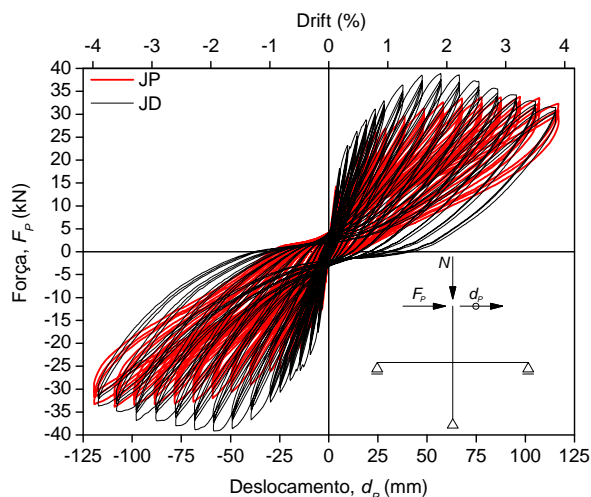
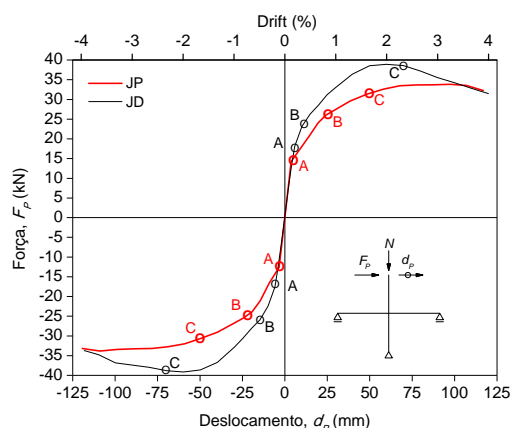


Figura 5: Resultados em termos de força-deslocamento

Estabelecendo a comparação entre os resultados dos dois provetes, conclui-se que: i) a força máxima atingida pelo nó com armadura lisa (JP) é cerca de 87% da força máxima atingida pelo nó com armadura nervurada (JD); ii) o nó JD atinge a força máxima para um nível de deslocamento mais baixo do que o nó JP; iii) devido às propriedades do betão serem idênticas nos dois provetes, a sua rigidez inicial é igual até ao início da fissuração; iv) após o início da fissuração, e para maiores níveis de deslocamento imposto, a rigidez do nó JP é inferior à rigidez do nó JD.



Legenda:

- A – Início da fissuração nas vigas
- B – Início da fissuração nos pilares
- C – Início do descolamento do betão de recobrimento nas vigas do provete JP e nos pilares do provete JD

Figura 6: Envolventes força-deslocamento e identificação de danos

Em termos de energia dissipada, verificam-se valores ligeiramente diferentes: i) 28.31 kN·m no caso do provete com armadura lisa; e, ii) 31.37 kN·m no caso do provete com armadura nervurada. Assim, a energia total dissipada pelo nó JP é inferior, em cerca de 10%, à energia dissipada pelo nó JD. Comparando a quantidade de energia dissipada pelos dois provetes para cada intervalo de *drift* referido na Tabela 2, verifica-se que para os níveis de *drift* $\Delta_{2,3}$ e $\Delta_{3,4}$ o provete JD dissipa mais energia. Assim, para *drifts* até 2% a energia dissipada por ambos os provetes é semelhante, mas a partir de 2% de *drift*, cresce significativamente a energia dissipada pelo provete JD.

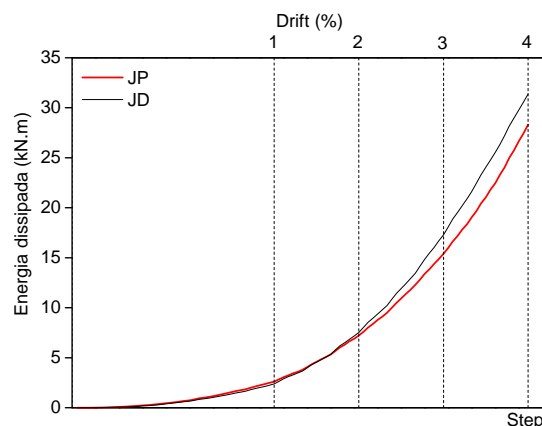


Figura 7: Evolução da energia dissipada

Tabela 2 – Energia dissipada nas diferentes amplitudes de *drift*

$\Delta_{i,i+1}$	Provete JP		Provete JD	
	$E_{i,i+1}$ (kN·m)	$E_{i,i+1}$ (%)	$E_{i,i+1}$ (kN·m)	$E_{i,i+1}$ (%)
$\Delta_{0,1}$	2.61	9	3.39	11
$\Delta_{1,2}$	4.61	16	4.13	13
$\Delta_{2,3}$	8.19	29	9.78	31
$\Delta_{3,4}$	12.90	46	14.06	45



Analisando as relações momento-curvatura representadas na Fig. 8, verifica-se que nas secções dos pilares estas relações têm comportamento idêntico e o momento máximo tem o valor de aproximadamente 43 kN·m para o provete JP e 50 kN·m para o provete JD. Em relação às vigas, a envolvente das relações momento-curvatura não são simétricas devido à armadura ser assimétrica nas vigas (ver Fig. 1-c e Fig. 1-d). Os momentos máximos atingidos nas vigas são aproximadamente 63 kN·m e -32 kN·m para o provete JP e 71 kN·m e -37 kN·m para o provete JD. A curvatura na viga esquerda do provete JD apresenta valores reduzidos devido ao facto das fissuras nesta zona terem atingido valores baixos de abertura, como se observará na Fig. 13-c. Os momentos máximos atingidos no provete com armadura nervurada são superiores ao provete com armadura lisa.

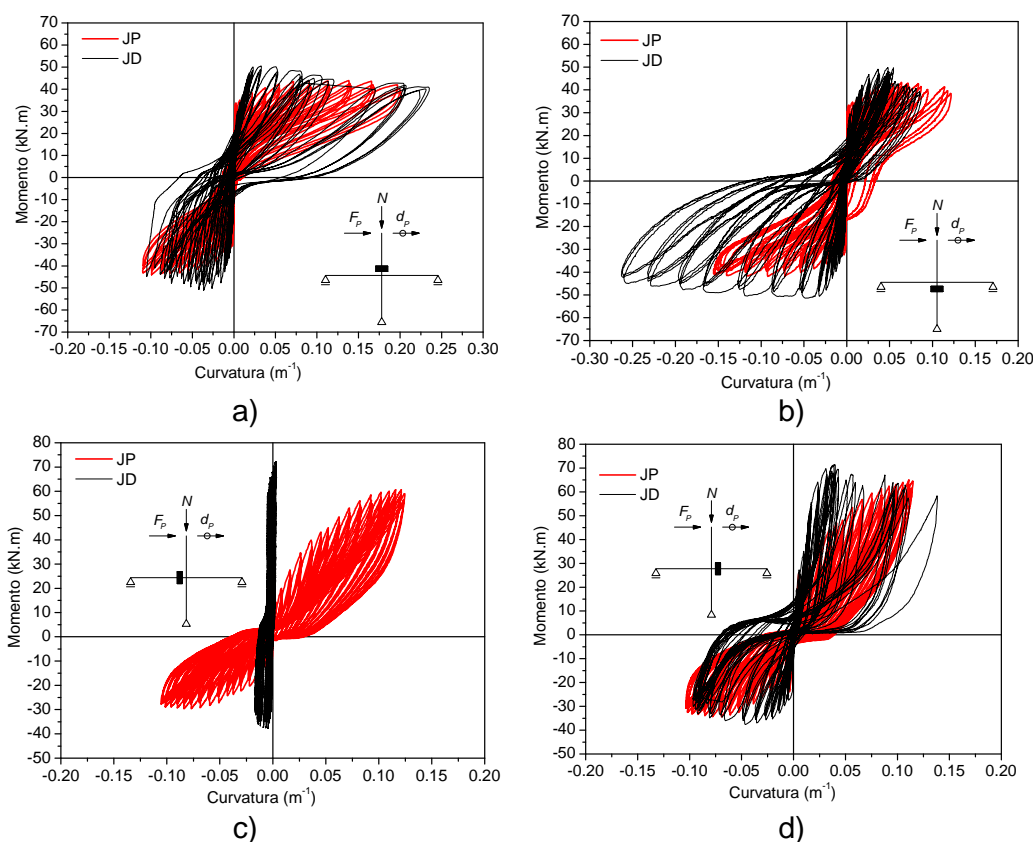


Figura 8: Relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais: a) pilar superior; b) pilar inferior; c) viga esquerda; d) viga direita

Danos observados

Na Fig. 9 e Fig. 10 são ilustrados os danos registados no final dos ensaios dos provetes JP e JD, respectivamente. Na Fig. 11 representa-se o



padrão de fissuração observado no final do ensaio de cada provete, na sua face superior.

Da comparação do estado final de dano nos dois provetes, constata-se que no provete com armadura lisa (JP), o dano concentra-se sobretudo nas interfaces viga-nó e pilar-nó, com ligeira propagação de fissuras ao longo dos pilares. Neste provete formaram-se quatro fissuras principais junto do nó, nas quais se concentraram os danos, justificando a resposta cíclica observada para este provete. Nas vigas não se formaram fissuras para além das existentes na interface viga-nó. No final do ensaio, o nó não apresentava qualquer tipo de dano no seu interior. Verificou-se destacamento do betão de recobrimento na interface viga-pilar devido aos elevados esforços de compressão que aí se desenvolvem. Todas as fissuras surgiram na zona instrumentada no centro do nó, pelo que a evolução das suas aberturas foi registada.

Já no provete com armadura nervurada (JD), a propagação das fissuras ao longo da viga e do pilar é bem notória, como se observa na Fig. 10-a. Esta distribuição do dano influencia o comportamento e resposta do nó, ao contrário do observado no provete JP que apresentou apenas 4 fissuras principais. Registou-se dano no interior do nó. Observou-se também destacamento do betão de recobrimento no nó.

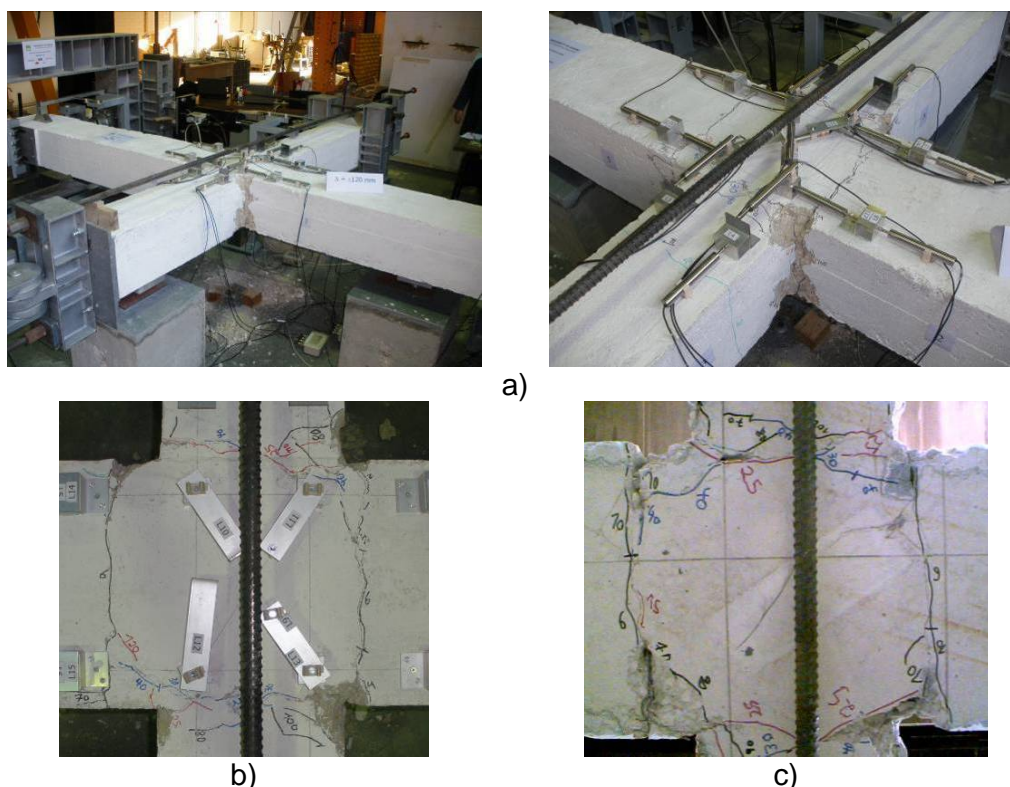
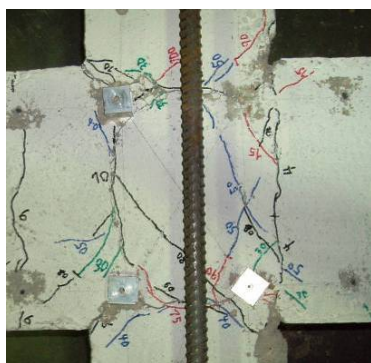


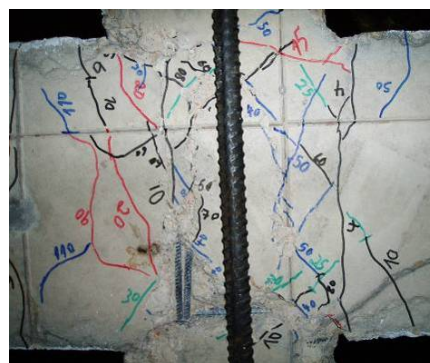
Figura 9: Danos observados no provete com armadura lisa, JP: a) vistas gerais; b) face superior do nó; c) face inferior do nó



a)



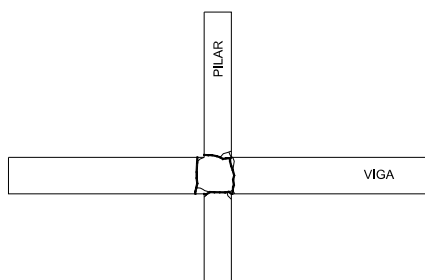
b)



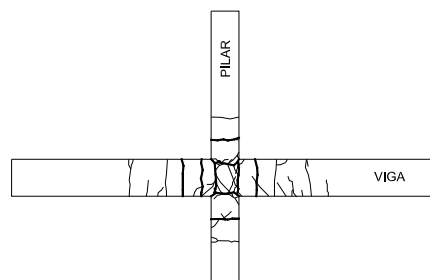
c)

Figura 10: Danos observados no provete com armadura nervurada, JD: a) vistas gerais; b) face superior do nó; c) face inferior do nó

Nos esquemas da Fig. 11 representam-se as fissuras observadas, na face superior, dos provetes no final do ensaio, onde se se destacam a traço de maior espessura as fissuras que atingiram maior abertura. Mais uma vez, estes esquemas evidenciam danos muito mais concentrados nas extremidades dos elementos estruturais para o provete com armadura lisa (JP) do que no com armadura nervurada (JD).



a)



b)

Figura 11: Estado final de dano (face superior): a) provete JP; b) provete JD

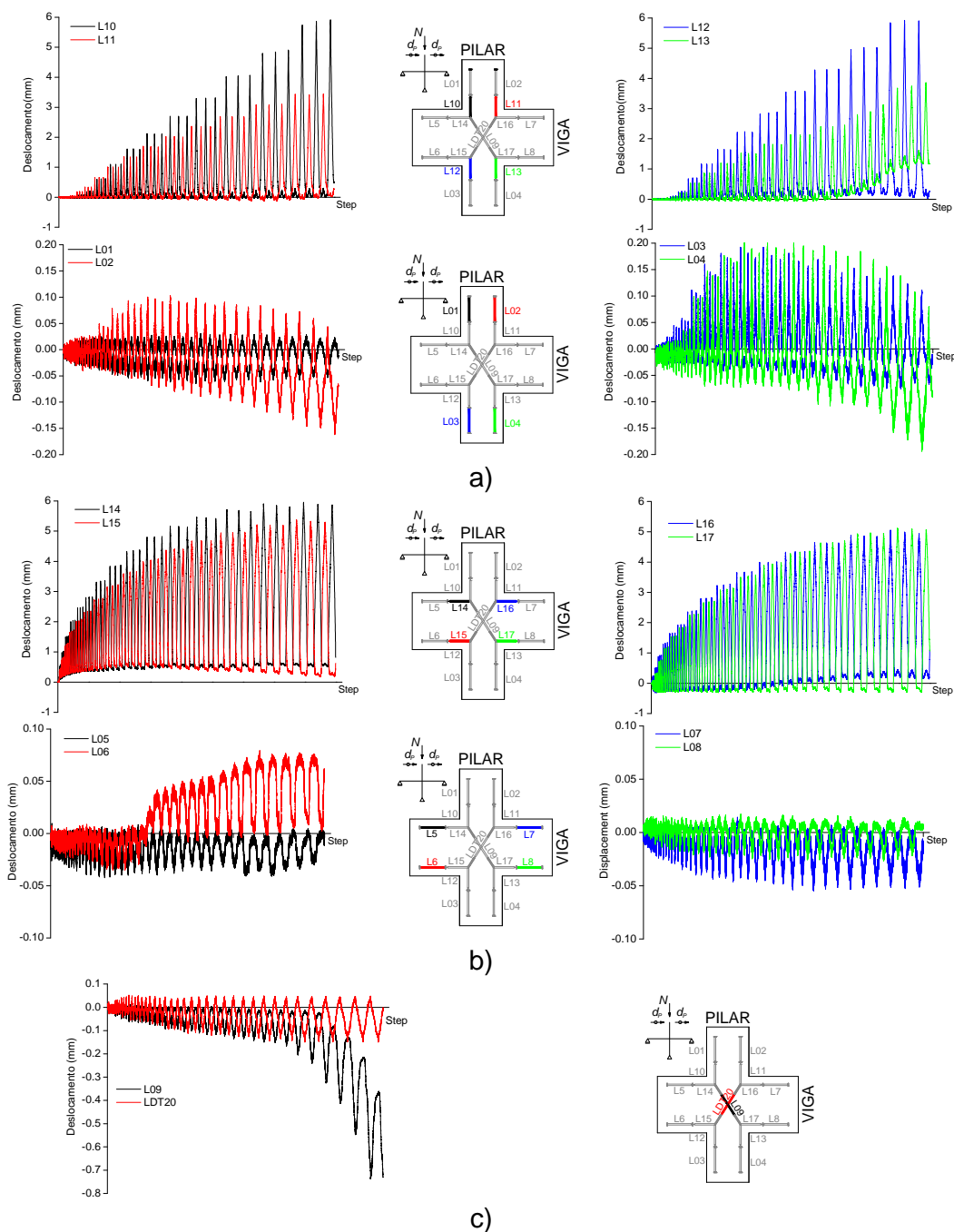


Figura 12: Evolução dos deslocamentos registados pelos LVDTs no provete JP: a) na viga; b) no pilar; c) no nó

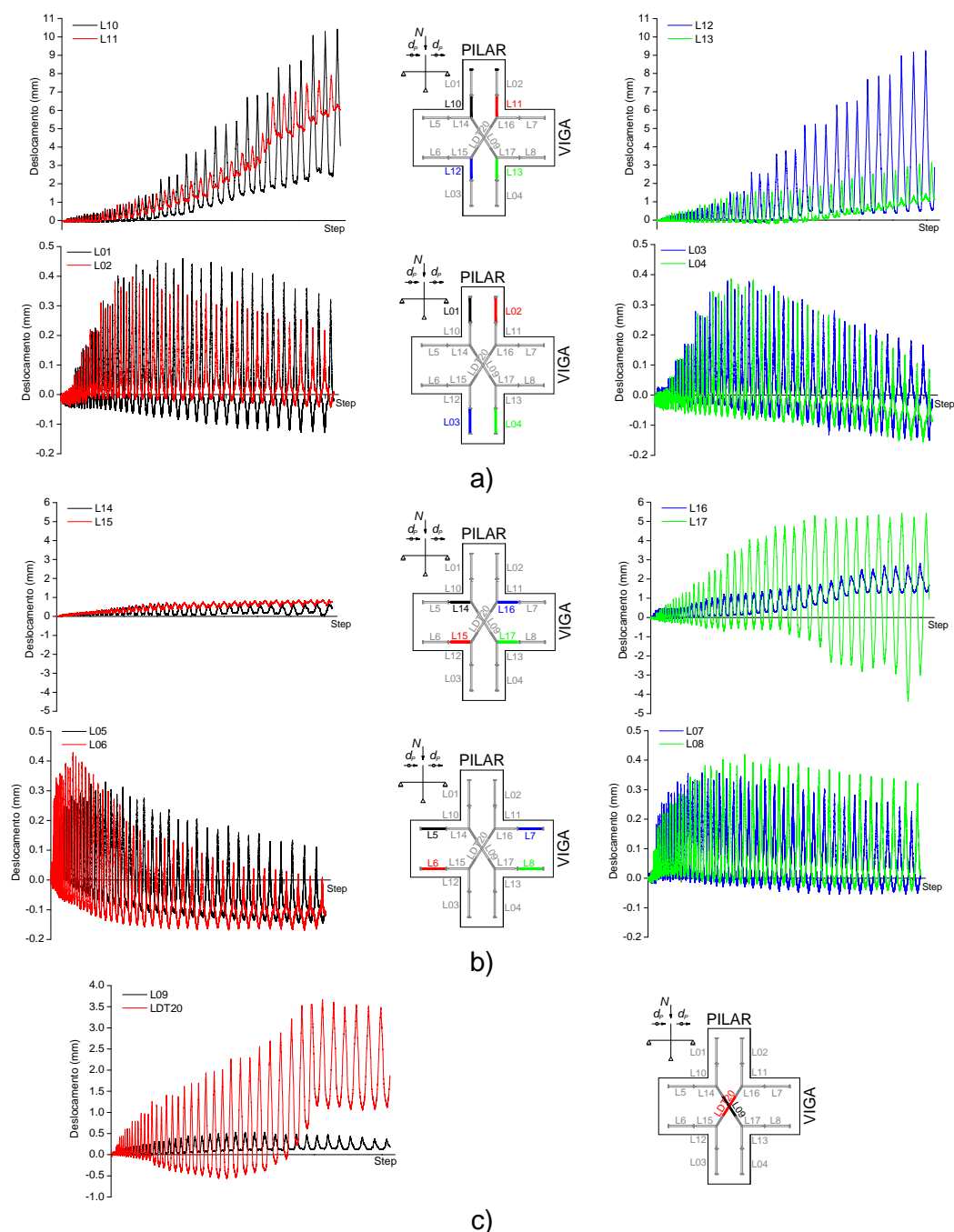


Figura 13: Evolução dos deslocamentos registrados pelos LVDTs no provete JD: a) na viga; b) no pilar; c) no nó

Na Fig. 12 e Fig. 13 representam-se as evoluções dos deslocamentos relativos medidos pelos LVDTs instalados nos provetes ensaiados. Variações positivas correspondem à abertura dos LVDTs, ou seja, à deformação de extensão e/ou abertura de fissuras na posição do respectivo sensor. Verifica-se que no provete com armadura lisa (JP), os LVDTs L14, L15, L16 e 17 são os



que registram deslocamentos consideráveis nas vigas, e no caso dos pilares são os L10, L11, L12 e L13. Todos estes LVDTs correspondem à zona de interface viga-nó e pilar-nó, onde se formaram as fissuras. No provete com armadura nervurada (JD), os maiores deslocamentos relativos foram registados nos mesmos LVDTs que no provete com armadura lisa, excepto para os L14 e L15 que registaram menores variações de deslocamento. No entanto, os LVDTs dos pilares do provete JD apresentam, regra geral, deslocamentos superiores aos registados no provete JP, por exemplo para os pilares do provete JD verificou-se cerca do dobro do valor da deformação registada em JP. Os dois transdutores diagonais colocados no nó registaram uma significativa deformação no provete JD, ao contrário do verificado no provete JP, o que está de acordo com os danos observados no nó JD e com a ausência de dano do nó JP.

Comprimento das rótulas plásticas

Os comprimentos das rótulas plásticas formadas nas vigas e pilares dos provetes foram obtidos por medição directa da região com dano visualmente observável. A Tabela 3 apresenta os valores obtidos para o comprimento da rótula plástica (L_p) e a relação entre este comprimento e a altura (h) da respectiva secção (L_p/h). Assim, para o provete com armadura lisa, o comprimento das rótulas plásticas corresponde sensivelmente a $0.25h$, como já verificado em trabalhos anteriores [1]. No provete com armadura nervurada a relação L_p/h equivale aproximadamente a $0.90h$. Comparando os comprimentos das rótulas plásticas dos dois provetes verifica-se que o provete JD apresenta valores cerca de três vezes superiores aos do provete JP.

Tabela 3 – Comprimento das rótulas plásticas (L_p)

Elemento	Provete JP		Provete JD	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
Pilar superior	0.11	0.37	0.27	0.90
Pilar inferior	0.08	0.27	0.28	0.93
Viga esquerda	0.10	0.25	0.36	0.90
Viga direita	0.08	0.20	0.35	0.88

Considerações finais

Os ensaios aqui descritos fazem parte de uma campanha de ensaios mais extensa, a decorrer no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro (Portugal), que tem como principal objectivo avaliar a influência do escorregamento relativo entre o aço e o betão no comportamento cíclico de elementos estruturais de betão armado, nomeadamente nós viga-



pilar, construídos com armadura lisa, representativos de edifícios dimensionados e construídos sem considerar a acção sísmica.

Com base nos resultados dos ensaios cíclicos dos dois provetes (JP, com armadura lisa, e JD, com armadura nervurada), é possível enumerar as seguintes conclusões:

- O provete JP apresentou menor resistência que o JD.
- Após o início da fissuração, o provete JP apresenta menor rigidez nas recargas e descargas cíclicas que o provete JD.
- Para valores de *drift* inferiores a 2%, a evolução da energia dissipada é semelhante em ambos os provetes, mas para níveis de *drift* superiores isto já não se verifica.
- O provete JP dissipou menos 10% de energia que o JD, verificando-se, como já observado anteriormente [1], a menor capacidade de dissipação de energia das estruturas com armadura lisa, devido ao escorregamento.
- Os valores máximos dos momentos mobilizados no provete JP são inferiores aos do provete JD.
- No provete com armadura lisa o comprimento de rótula plástica corresponde a cerca de 25% da altura da secção correspondente, e no provete com armadura nervurada a cerca de 90% da altura da secção.

Agradecimentos

Este artigo refere investigação realizada com o apoio financeiro da “FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia”, Portugal. Catarina Fernandes e José Melo agradecem o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia, através das Bolsas de Doutoramento com referência SFRH/BD/27406/2006 e SFRH/BD/62110/2009, respectivamente.

Os autores agradecem às empresas: (i) CIVILRIA, pela construção e transporte dos nós viga-pilar; e (ii) SOMAGUE, GRUPO MENESES, SILVA TAVARES & BASTOS ALMEIDA e PAVIÚTIL, pela colaboração na execução das peças metálicas das estruturas de reacção usadas nos ensaios. Os autores agradecem ainda ao Eng. Hugo Rodrigues, Eng. António Figueiredo, Eng. Guilherme Carlos e Eng. Henrique Pereira, pela colaboração na preparação dos ensaios.

Referências

- [1] H. Varum: *Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings*, Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro (2003).
- [2] M. Berra, A. Castellani, S. Ciccotelli and D. Coronelli: *Bond-slip effects on reinforced concrete elements under earthquake loading*. European Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 3 (1994), pp. 3-10.



- [3] International Federation for Structural Concrete (CEB-FIB): *Bulletin N.10 - Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report prepared by Task Group Bond Models*. Lausanne, Suiza (2000).
- [4] G. Fabbrocino, G.M. Verderame and E.C. Manfredi: Structural models of critical regions in old-type r.c. frames with smooth rebars. *Engineering Structures*, Vol. 26 (2004), pp. 2137–2148.
- [5] G. Fabbrocino, G.M. Verderame and G Manfredi: *Experimental behaviour of anchored smooth rebars in old type reinforced concrete buildings*. *Engineering Structures*, Vol. 27 (2005), pp.1575–1585.
- [6] L.R Feldman and F.M. Bartlett: *Bond strength variability in pullout specimens with plain reinforcement*. *ACI Structural Journal*, Vol. 102 (2005), pp. 860–867.
- [7] G.M. Verderame, P. Ricci, G. De Carlo and G. Manfredi: *Cyclic bond behaviour of plain bars. Part I: Experimental investigation*. *Construction and Building Materials*, Vol. 23 (2009), pp. 3499-3511.
- [8] A. Liu and R. Park: *Seismic behaviour and retrofit of pre-1970's as-built exterior beam-column joints reinforced by plain round bars*. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 34, No.1 (2001).
- [9] S. Pampanim, G.M. Calvi and M. Moratti: *Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads*. *Actas do 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Nova Zelândia, 30 Janeiro-4 Fevereiro (2000), Artigo No. 726.
- [10] G.M. Verderame, G. Fabbrocino and G. Manfredi. *Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part II: Cyclic tests*. *Engineering Structures*, Vol. 30 (2008), pp. 2289-2300.
- [11] M.S. Marefat, S.M.H. Shirazi, R. Rostamshirazi, and M. Khanmohammadi: *Cyclic Response of Concrete Beams Reinforced by Plain Bars*. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 13 (2009), pp. 463-481.
- [12] A.V. Pinto, H. Varum and J. Molina: *Experimental Assessment and Retrofit of Full-Scale Models of Existing RC Frames*. *Actas do 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Londres, 9-13 Setembro (2002), Artigo No. 855.
- [13] A.V. Pinto, G. Verzeletti, J. Molina, H. Varum, R. Pinho and E. Coelho: *Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)*. *EUR Report No. 20244 EN, ELSA, JRC, EC, Ispra, Itália* (1999).
- [14] Comité Euro-International du Béton (CEB): *RC elements under cyclic loading. State-of-the-art report* (Thomas Telford Publications, 1996).
- [15] Comité Euro-International du Béton (CEB): *Bulletin d'Information N. 217 - Selected justification notes* (1993).



- [16] R. Eligehausen, E.P. Popov and V.V. Bertero: *Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitation*. Report No. UCB/EERC 82-23, Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley, U.S.A. (1983).
- [17] G.M. Verderame, P. Ricci, G. De Carlo and G. Fabbrocino: *Cyclic bond behaviour of plain bars. Part II: Analytical investigation*. Construction and Building Materials, Vol. 23 (2009), pp. 3512-3522.
- [18] A. Prota, F. Cicco and E. Cosenza: *Cyclic behavior of smooth steel reinforcing bars: experimental analysis and modeling issues*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 13 (2009), pp. 500-519.
- [19] Instituto Português da Qualidade (IPQ): *Norma Portuguesa EN 206-1: Betão, Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. Portugal (2007).
- [20] Comité Européu de Normalização (CEN): *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas (2004).